

Анализ экспериментальных данных показал, что вынужденные колебания происходят по первой симметричной форме с длиной полуволны, равной пролету ферм. Измеренные частоты вынужденных колебаний пролетных строений составили 3,5...10 гц при расчетной частоте, вычисленной по скорости вращения роликов, 4 гц.

Среднеарифметические собственные частоты пролетных строений (с не полной загрузкой одного конвейера) составили: для 36-метрового пролета - 3,6 гц, для 24-метровых - 6,1 гц. При полной загрузке обоих конвейеров указанные собственные частоты будут ниже примерно на 10 % и весьма близки к расчетным значениям, полученным по программе "Лира".

Коэффициенты неупругого сопротивления составили соответственно: для 36-метровых пролетов 0,02, для 24-метровых - 0,025. Наибольшие зафиксированные амплитуды колебаний составили для 36 и 24-метровых пролетов соответственно 0,185 и 0,168 мм.

Оценка выносливости и прочности наиболее нагруженных растянутых элементов и стыков выполнены по методикам СНиП II-23-81* и Уралпромстройинипроекта. Вторая методика основана на вероятностном анализе случайных колебаний пролетных строений и использовании линейной гипотезы суммирования усталостных повреждений. По обеим методикам выносливость и динамическая прочность несущих элементов эстакады является обеспеченной. Решающее значение здесь сыграл разгружающий эффект установленных шпренгельных затяжек. Так от действия напрягающих усилий в затяжках напряжения в наиболее нагруженных растянутых стержнях поясов и раскосов снизились: при действии расчетных нагрузок до 0,08...0,56 расчетного сопротивления, при действии нормативных нагрузок (при которых проверяется выносливость) - практически до нуля.

В результате проведенных реконструктивных работ, обеспечивших заданное (необходимое) повышение несущей способности металлоконструкций эстакады допущена к эксплуатации на полную проектную нагрузку (при одновременной работе обоих конвейеров).

Реализованные конструктивные и технологические решения не вызвали каких-либо затруднений в изготовлении и монтаже элементов усиления, в выполнении предварительного напряжения и контроле усилий в канатных элементах.

Описанные решения рекомендуются для усиления (реконструкции) аналогичных сооружений.

О ПОВЫШЕНИИ НАГРУЗКИ НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

доц. В.Х.КУРШПЕЛЬ

Уральский государственный технический университет

В последние годы в Екатеринбурге проводится интенсивная реконструкция жилых квартир, расположенных на первых этажах под магазины различного назначения.

В связи с этим, возрастают нагрузки на железобетонные плиты перекрытий в среднем на 40% по сравнению с нагрузками в жилых домах (СНиП 2.01.07-85).

Практика показывает, что к моменту реконструкции железобетонные плиты перекрытий имеют длительные сроки эксплуатации от 5 до 40 и более лет.

Известно, что прочность бетона, приготовленного на портландцементе нарастает в течение длительного времени при благоприятных условиях твердения. Это явление объясняется проходящим процессом твердения цементного геля вследствие роста кристаллов и последующего образования принципиально новых гидратных соединений, имеющих значительно большую прочность по сравнению с первоначально образовавшимися соединениями.

Наращение прочности бетона с течением времени выражается зависимостью, предложенной Б.Г.Скрамтаевым:

$$R_t = P \lambda \gamma t / \lg 28 = 0.7 R \lg t,$$

где

R_t - временное сопротивление сжатию бетона в возрасте t суток;

R - то же, в возрасте 28 суток.

В соответствии с СНиП 2.03.01-84* (раздел 6*) значения условного класса бетона по прочности при сжатии для ранее эксплуатировавшихся конструкций принимается равным 80% от фактической прочности бетона. При этом условии прочность бетона, рассчитанная по формуле Б.Г.Скрамтаева, через 10 лет эксплуатации возрастет в 2.85 раза, а через 40 лет – в 3.33 раза.

Натурные обследования, проведенные сотрудниками УГТУ в Екатеринбурге в 1996-98 годах, показали, что фактическая прочность железобетонных плит перекрытий в квартирах, расположенных над подвалами, через 20-40 лет эксплуатации превышает проектную в 2-3 раза, т.е. приведенная выше зависимость подтверждается экспериментальными данными.

При проведении натурных обследований выяснилось также, что в растянутой зоне плит отсутствуют нормальные трещины, а измеренные прогибы составляют 1/400 – 1/500 пролета. Это обстоятельство свидетельствует о том, что в стадии эксплуатации несущая способность плит далеко не исчерпана и они могут воспринять дополнительную нагрузку.

Предлагается следующая схема расчета дополнительной нагрузки.

При длительной эксплуатации железобетонных плит увеличивается не только их прочность при сжатии, но также и при растяжении. Существует связь между этими величинами, которая выражается формулой Фере:

$$R = 0.5 \sqrt[3]{P^2}$$

Расчеты по приведенной формуле показывают, что если прочность бетона при сжатии с течением времени повышается вдвое, то при растяжении она увеличивается примерно в полтора раза, что следует учитывать в расчетах плит

В железобетонных плитах перекрытий жилых домов в стадии эксплуатации допускается образование трещин, но раскрытие их ограничивается нормами. Критический момент, воспринимаемый плитами, при образовании трещин прямо пропорционален величине расчетного сопротивления бетона растяжению по второй группе предельных состояний, поэтому, даже без учета предварительного напряжения арматуры, трещиностойкость плит с течением времени может возрасти до 1.5-2 раз, в соответствии с формулой:

$$M_{\text{тр}} = R_{\text{бт}} \cdot \sigma_{\text{ср}} \times \Omega_{\text{пл}} \quad (\text{см. СНиП 2.03.01-84*}).$$

Выше было показано, что нагрузка в торговых залах магазинов при их размещении в бывших жилых квартирах возрастает примерно на 40%. Повышение прочности бетона при растяжении на эту же величину может быть достигнуто уже через 3 года с момента окончания строительства здания.

Поэтому усиления нормальных сечений железобетонных плит перекрытий при устройстве магазинов в эксплуатирующихся зданиях при действии равномерно-распределенной нагрузки в большинстве случаев не требуется.

Прогибы плит перекрытий без трещин в растянутой зоне, работающих по балочной схеме, определяют по кривизне, которая при длительном действии нагрузки рассчитывают по формуле:

$$1/\rho = M \times \varphi_{\text{б2}} / 0.85 \times E_{\text{б}} \times I_{\text{ред}},$$

где M – момент от внешней нагрузки; $\varphi_{\text{б2}}$ – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки; $E_{\text{б}}$ – модуль упругости бетона; $I_{\text{ред}}$ приведенный момент инерции сечения.

В указанной формуле величина модуля упругости с течением времени возрастает, поскольку она непосредственно зависит от прочности бетона при сжатии. Поэтому прогибы плит при длительной эксплуатации и постоянной нагрузке должны уменьшаться на некоторую величину.

Величину модуля упругости бетона при напряжениях, не превышающих 0.3 от призмочной прочности (а это напряжения до образования трещин) с достаточной точностью можно определить по формуле Уокера:

$$E = 20000 \sqrt{P}$$

При увеличении базовой прочности плит (бетон марки М200, М300) вдвое величина модуля упругости бетона увеличится на 38-43%, а кривизна уменьшится примерно на 30%.

Таким образом, прочность бетона плит перекрытий над подвалами жилых домов при длительной эксплуатации в благоприятных условиях может возрасти в 2-3 раза, плиты пере-

крытий эксплуатирующиеся более 5 лет и не имеющие трещин в растянутой зоне не требуют усиления при реконструкции зданий.

АНАЛИЗ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ РАСТЯНУТЫХ ПОЯСОВ СТАЛЬНОЙ ФЕРМЫ

И.Б.ХАМУДИСОВА, Е.В.ЧЕРНОВА

Уральский государственный технический университет

Нижнетагильский институт

В статье проанализирована работа двухскатной фермы с параллельными поясами и нисходящими опорными раскосами, пролетом 10,5 м, высотой 0,8 м (рис. 1). Все стержни одностенчатые из двух уголков тавром. Ферма сварная из стали марки Вст. 3.

В процессе испытаний узловую нагрузку (рис. 1) увеличивали до исчерпания несущей способности фермы. Причиной потери несущей способности следует считать развитие пластических деформаций металла в средних и соседних с ними симметричных панелях растянутого пояса показательные стержни. В результате эксперимента установлены: величины практических прогибов; нагрузка, соответствующая переходу фермы в упругопластическую стадию работы; нагрузка в момент исчерпания несущей способности.

Расчет фермы выполнялся с помощью вычислительного комплекса РАМА. Расчетная схема фермы принята с жесткими узлами. Жесткости стержней в узлах назначены с учетом дополнительной жесткости фасонки. Предел текучести стали R_y по данным лабораторных испытаний четырех образцов составил $R_y = 2860 \text{ кг/см}^2$.

В результате расчета определены напряжения σ и относительные удлинения ϵ расчетных (рис. 1) стержней, на основании которых построена диаграмма деформирования средних симметричных панелей нижнего пояса, (рис. 3). Нарушение пропорциональности в росте нагрузок и прогибов отмечено при изгибной нагрузке 3,2 т, нормальные растягивающие напряжения в этот момент (рассчитанные с учетом собственного веса фермы и распределен-

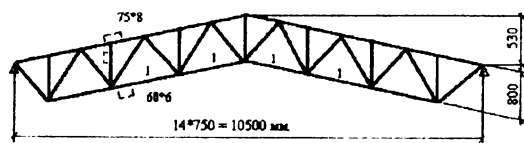


Рис. 1. Схема расчетных стержней фермы, 1 – расчетные стержни фермы

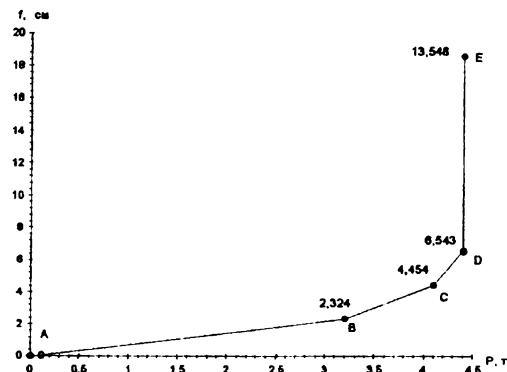


Рис. 2. Прогиб среднего узла фермы

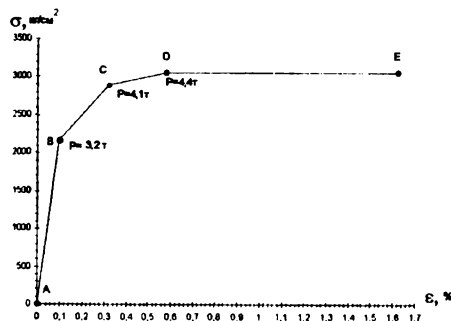


Рис. 3. Диаграмма деформирования

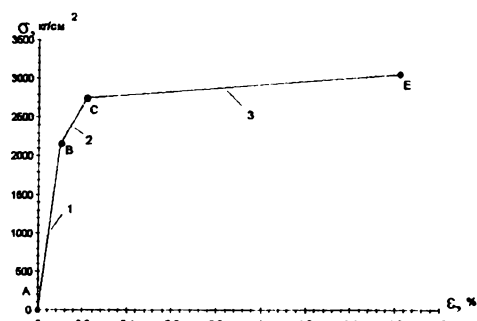


Рис. 4. Идеализированная диаграмма деформирования